

Analiza trajnosti grednih mostova na temelju dinamičkih i statičkih pokazatelja

Želimir Šimunić, Jure Radić, Ivana Mekjavić, Božidar Pavlović

Ključne riječi

betonski mostovi,
gredni mostovi,
statička analiza,
dinamička analiza,
naprezanja, progibi,
modalni oblici,
trajnost

Key words

concrete bridges,
girder bridges,
static analysis,
dynamic analysis,
stress, deflections,
modal forms,
durability

Mots clés

ponts en béton,
ponts à poutres,
analyse statique,
analyse dynamique,
contraintes, flèche,
formes modales,
durée de vie

Schlüsselworte:

Betonbrücken,
Balkenbrücken,
statische Analyse,
dynamische Analyse,
Spannungen,
Durchbiegungen,
modale Formen,
Dauerhaftigkeit

Ž. Šimunić, J. Radić, I. Mekjavić, B. Pavlović

Izvorni znanstveni rad

Analiza trajnosti grednih mostova na temelju dinamičkih i statičkih pokazatelja

Prikazano je stanje nosivosti i uporabljivosti izvedenih mostova do 50 m raspona te njihova ponašanja pod prometnim opterećenjem. Uspoređene su eksperimentalno dobivene i teorijske vrijednosti analiziranih mostova različitih poprečnih presjeka i različitih načina oslanjanja. Analizirane su prednosti i utvrđeno je koji su sustavi optimalni s obzirom na trajnost, a predviđeno je i njihovo ponašanje pod seizmičkim djelovanjem. Dane su smjernice za poboljšice u budućim primjenama.

Ž. Šimunić, J. Radić, I. Mekjavić, B. Pavlović

Original scientific paper

Girder bridge durability analysis based on dynamic and static indicators

Authors present bearing capacity and usability of existing bridges of up to 50 m in span, and analyze their behavior under traffic load. Experimental and theoretical values of analyzed bridges of different cross sections and support systems, are compared. Advantages are analyzed and optimum systems with respect to durability are determined, and their behavior under seismic action is estimated. Guidelines for future improvements are given.

Ž. Šimunić, J. Radić, I. Mekjavić, B. Pavlović

Ouvrage scientifique original

Analyse de la durée de vie des ponts à poutres à partir des indicateurs dynamiques et statiques

L'article présente l'état de la capacité portante et la possibilité d'exploitation des ponts jusqu'à une portée de 50 m, ainsi que leur comportement sous la charge due au trafic. L'on compare des valeurs expérimentales avec des valeurs théoriques des ponts étudiés de différents sections et de différents modes d'appui. L'article analyse également des avantages et détermine les systèmes optimaux du point de vue de la durée de vie. Leur comportement sous l'action sismique a été également pris en compte. On donne des directives visant à des améliorations dans les futurs projets.

Ž. Šimunić, J. Radić, I. Mekjavić, B. Pavlović

Wissenschaftlicher Originalbeitrag

Dauerhaftigkeitsanalyse für Balkenbrücken auf Grund dynamischer und statischer Angaben

Dargestellt ist der Tragfähigkeits- und Nutzbarkeitszustand von erbauten Brücken bis 50 m Spannweite und deren Verhalten bei Verkehrsbelastung. Verglichen sind experimentell gewonnene und theoretische Werte der analysierten Brücken mit verschiedenen Querschnitten und Lagerungsarten. Es wurden die Vorteile analysiert und festgestellt welche Systeme vom Standpunkt der Dauerhaftigkeit optimal sind, dabei wurden auch deren Verhalten bei seismischer Belastung vorhergesagt. Vorgeschlagen sind Richtlinien für Verbesserungen in zukünftiger Anwendung.

Autori: Prof. dr. sc. **Želimir Šimunić**, dipl. ing. građ., HIMK; prof. dr. sc. **Jure Radić**, dipl. ing. građ.; mr. sc. **Ivana Mekjavić**, dipl. ing. građ., Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet, Kačićeva 26; **Božidar Pavlović**, dipl. ing. stroj., HIMK, Brozova 6a, Zagreb

1 Uvod

Premda danas u projektantskoj praksi i izvedbi grednih mostova raspona do 50 m u Hrvatskoj prevladavaju dva osnovna statička sustava rasponske konstrukcije, niz slobodno oslonjenih greda (SOG) i kontinuirani nosač (KN), nailazimo na različite načine oblikovanja poprečnih presjeka i sustave s obzirom na tehnologiju njihove izvedbe.

Za istraživanje smo uzeli reprezentativne uzorke prednapetih (PB) i armiranobetonskih (AB) grednih mostova u Hrvatskoj. Svrha samog istraživanja jest prikaz stanja pojedinih izgrađenih mostova odnosno načina na koji oni funkcioniraju, posebice detalji oslonaca, da bi se na nizu ispitanih primjera moglo zaključiti o prednostima i manama pojedinih rješenja, i u konačnici vidjelo koji su sustavi optimalni s obzirom na trajnost, te predvidjelo njihovo ponašanje pod seizmičkim djelovanjem.

Provedena je statička i dinamička analiza betonskih grednih mostova, nadvožnjaka i vijadukata na autocesti Zagreb-Goričan (ukupno 7), na Jadranskoj autocesti, dionici Maslenica-Zadar (ukupno 4) te na autocesti Karlovac-Rijeka (ukupno 1). Detaljniji opis usporedbe teorijskih i eksperimentalnih rezultata analize jednog mosta dan je u radovima [1, 2, 3]. U ovom radu naglasak je na usporedbi eksperimentalnih i teorijskih vrijednosti analiziranih kod različitih betonskih grednih mostova.

Na autocesti Zagreb-Goričan analizirani su nadvožnjaci *Sveti Križ*, u čvoru *Čakovec*, u čvoru *Goričan*, *Ludbreg*, *Zamlaka II*, *Nadvožnjak preko željezničke pruge* i most *Drava I*; na Jadranskoj autocesti nadvožnjaci pod nazivom *P4*, *P5*, *P7* i vijadukt *Posedarje* te na autocesti Karlovac-Rijeka vijadukt *Delnice*. Navedene građevine podijeljene su u četiri skupine s obzirom na broj i duljinu raspona radi preglednije usporedbe. U prvu skupinu svrstani su nadvožnjaci *Sveti Križ*, *Čakovec*, *Goričan*, *P5* preko četiri raspona te *Ludbreg* i *Zamlaka II* preko pet odnosno devet raspona s najvećim srednjim rasponima 18 m te krajnjima 14,40 m odnosno 14,0 m kod nadvožnjaka *P5*. Nadvožnjaci *Ludbreg* i *Zamlaka* svrstani su u prvu skupinu budući da su proračunani prema tipskom nadvožnjaku preko četiri raspona. Drugu skupinu čini *Nadvožnjak preko željezničke pruge* preko tri raspona s najvećim srednjim rasponom 20 m i krajnjima 16,0 m. U trećoj skupini su nadvožnjaci *P4* i *P7* preko dva jednaka raspona 19,0 m, a u četvrtoj vijadukti *Delnice*, *Posedarje* i most *Drava* preko tri odnosno više raspona oko 30 m. Podjela je izvršena s obzirom na vrstu i statički sustav konstrukcije, oblik poprečnog presjeka i detalj oslanjanja rasponske konstrukcije na stupove.

Iscrpan opis pojedinih mostova s prikazom projektiranog i pokusnog opterećenja dan je u tablicama 1. i 2.

2 Eksperimentalni i teorijski rezultati statičke analize

Proračun rasponske konstrukcije na djelovanja od pokusnog opterećenja proveden je programom M-STRUDL, na modelu koji je sličan računskom modelu u glavnom projektu. Kako se kod svih analiziranih mostova radi o prostornom modelu (roštilj u hor. ravnini opterećen vertikalnim opterećenjem-kamioni) određene su unutarnje sile, naprezanja i pomaci za simetrične i nesimetrične faze opterećenja te uspoređene s izmjerenim vrijednostima [4].

Statičko ispitivanje pojedinog mosta provedeno je s tetrom, koji je postavljen u određenim točkama na mostu u raznim fazama opterećenja radi određivanja znakovitih statičkih parametara. U fazama statičkog opterećenja mjerene su deformacije i pomaci u karakterističnim poprečnim presjecima konstrukcije mosta, a u rasteraćenim fazama zaostali pomaci odnosno plastične deformacije.

Sustav mjerenja sastoji se od senzora koji su postavljeni na konstrukciju mosta i spojeni kabelom na središnje mjerne mjesto gdje su signali grupirani i bilježeni na računalu. Senzorima su praćene relativne deformacije s pomoću kojih su posrednim putem dobiveni podaci o naprezanjima konstrukcije. Pomaci karakterističnih točaka mjereni su metodom preciznog geodetskog nivelmana (reperi). Reperi za određivanje vertikalnih pomaka postavljeni su uzduž mosta u sredinama polja i na osloncima, a u poprečnom smjeru na rubovima i sredini kolnika.

Usporedba ekstremnih računskih i izmjerenih naprezanja u betonu te progiba od pokusnog opterećenja na analiziranim mostovima dana je u tablici 3. Naprezanja u betonu mjerena su u sredinama raspona analiziranih mostova osim kod nadvožnjaka *P5* gdje su mjerena nad zadnjim stupom.

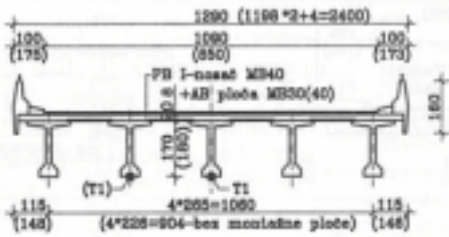
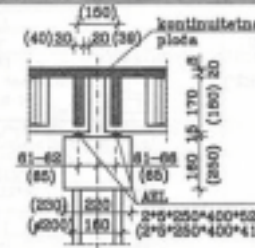
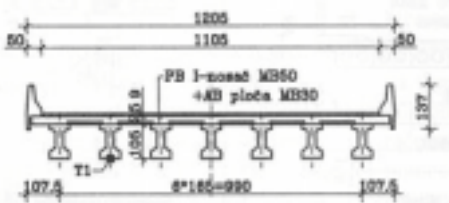
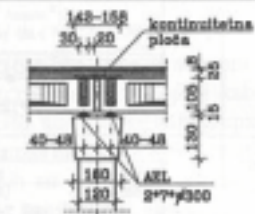
Na primjeru nadvožnjaka u čvoru *Goričan* uočava se da je kod ovog armiranobetonskog mosta, izvedenog kao kontinuirani nosač, izmjereni progib veći od računskog progiba (1. model - kont. nosač, puna krutost) ako se ne uzme u obzir raspucanost betona odnosno smanjena krutost (2. model - kont. nosač, smanjena krutost). Pritom je procijenjeno smanjenje krutosti otprilike 30%. Kod svih ostalih analiziranih mostova vidljivo je da su izmjerene veličine manje od teorijskih veličina pa se zaključuje da krutosti njihovih konstrukcija potpuno zadovoljavaju projektom zahtijevane veličine.

Analizirani mostovi različitih su raspona, širine i visine rasponske konstrukcije te različitih vrijednosti najvećeg pokusnog opterećenja. Radi usporedbe rezultata statičkog ispitivanja (progiba), mostovi raspona od 17,5 do 20 m svedeni su na isti raspon $L = 18$ m (najzastupljeniji) i širinu $B = 11,20$ m te maksimalno pokusno opterećenje $F = 1410$ kN. Korekcija progiba provedena je prema izrazu:

Tablica 1. Geometrijske osobine analiziranih mostova raspona do 20 m s projektiranim prometnim i pokusnim opterećenjem

| - MOST - RASPONI [m] - SKUPINA | POPREČNI PRESJEK | DETALJ OSLONCA | - STATIČKI SUSTAV - PROJEKT. OPT. - POKUS. OPT. [kN] - DIN. KOEFICIJENT |
|--|------------------|----------------|--|
| NADVOŽNJAK U ČVORU "ČAKOVC" (NADVOŽNJAK "SVETI KRIŽ") 2*14.40+2*18.00 (1a) | | | - SOG ³ - SLW 80 - 4*253 - 1.26, 1.29 |
| NADVOŽNJAK U ČVORU "DORČAN" 2*14.40+2*18.00 (1b) | | | - KN ⁴ - SLW 80+30 - 4*230 - 1.27 |
| NADVOŽNJAK "LUDBRIG" (NADVOŽNJAK "ZAMLAKA II") 2*14.40+3*18.00 (14.40+3*18.00+15.10*2+2*18.00+14.40) (1c) | | | - KN - SLW 60+30 (60) - 4*225 (315.2) - 1.0 (1.27) |
| NADVOŽNJAK "P5" 2*14.00+2*18.00 (1d) | | | - KN - SLW 30 - 2*295 - 1.27 |
| "NADVOŽNJAK PREKO ŽELJEZNIČKE PRUGE" 18.00+22.00+18.00 (2) | | | - KN - SLW 60+30 - 4*253 - 1.27 |
| NADVOŽNJAK "P4" (NADVOŽNJAK "P7") 19.00+19.00 (3) | | | - SOG - SLW 30+30 (30) - 4*295 (2*) - 1.25 |
| <p>¹PB-prednapeti beton ²AB-armirani beton ³SOG-niz slobodno oslonjenih greda ⁴KN-kećlinirani nosač</p> <p style="text-align: center;">Napomena: Koše su u cm. Šraftrani su monolitni elementi kod detalja oslonca. Označe TI odnose se na teozometre.</p> | | | |

Tablica 2. Geometrijske osobine analiziranih mostova raspona približno 30 m s projektiranim prometnim i pokusnim opterećenjem

| - MOST - RASPON [m] - GRUPA | POPREČNI PRESJEK | DETALJ OSLONCA | - STATIČKI SUSTAV - PROJEKT. OPT. - POKUS. OPT. (dM) - DIN. KOEFICIJENT |
|---|---|--|--|
| VJADUKT "DELNICE" (MOST "DRAVA I") 29.52+30.11+29.56 (31.95+32.60*13+31.95) ^a (4a) |  |  | - SOG - SLW 80+30 - 4*356.5 (316.4) - L17 (1.15) |
| VJADUKT "POSEĐARJE" 25.55+28.50*6+25.55 ^b (4b) |  |  | - SOG - SLW 80+30 - 4*298 - L2 |

^adilatacija na svaka 3 raspona^bdilatacija na svaka 4 raspona

$$v_k = \frac{F_k \cdot L_k^3 \cdot B_i}{F_i \cdot L_i^3 \cdot B_k} \quad (1)$$

gdje je:

v - progib

F - pokusno opterećenje

L - raspon

B - širina mosta

i - indeks za stvarnu veličinu

k - indeks za referentnu veličinu

Međusobna usporedba eksperimentalnih progiba izražena je u postocima u odnosu prema većoj vrijednosti.

Usporedbom progiba kod nadvožnjaka pločastih rasponskih konstrukcija prve skupine uočavamo da PB nadvožnjaci *Sveti Križ* i *Čakovec* (skupina 1a) imaju progibe 14,9% odnosno 13,0% veće od AB *Goričana* (1b). Statički sustav rasponskih konstrukcija nadvožnjaka skupine 1a je niz slobodno oslonjenih greda bez AB monolitne ploče te je poprečna raspodjela opterećenja slabije izražena. Ostali su nadvožnjaci iz prve skupine (1c i 1d) kontinuirane AB rebraste rasponske konstrukcije. Progibi nadvožnjaka skupine 1c (*Zamlaka II* i *Ludbreg*) su 16,4% veći u odnosu prema onima iz skupine 1a, a 28,1% u odnosu na skupinu 1b. S obzirom na to da uzdužni no-

sači nisu međusobno povezani i AB ploča je relativno tanka (15 cm), poprečna raspodjela opterećenja je također slabije izražena i krutost na savijanje rasponske konstrukcije je manja u odnosu prema prethodno spomenutim nadvožnjacima. Ovi zaključci su u skladu sa zaključcima prikazanim u radu [5]. Dinamičkom analizom dobiva se malo drugačija gradacija krutosti (tablica 6.). Nadvožnjak P5 (skupine 1d) ima nešto veću visinu ($H = 1,0$ m) u odnosu prema ostalima iz prve skupine ($H = 0,75$ m) pa je stoga nešto krući i ima najmanji progib u prvoj skupini.

Kod *Nadvožnjaka preko željezničke pruge* iz druge skupine, s kontinuiranim rasponima i primijenjenim polumontažnim sustavom s monolitnom armiranobetonskom pločom, uočavamo iz analize progiba da je krutost na savijanje veća u odnosu na prva tri nadvožnjaka prve skupine (1a i 1b), koji su također pločaste rasponske konstrukcije, što su potvrdila i dinamička ispitivanja.

Nadvožnjaci treće skupine, s rasponskom konstrukcijom od slobodno oslonjenih montažnih armiranobetonskih nosača pravokutnoga poprečnog presjeka s monolitnom armiranobetonskom pločom, ukupne visine oko $H = 1,30$ m, imaju progibe 42,2% veće u odnosu prema drugoj skupini koja ima manju visinu konstrukcije $H = 0,90$ m, te 10,8% u odnosu prema skupini 1d, a progibe 38,1% manje u odnosu na preostale iz prve skupine, također manje visine konstrukcije. S obzirom na to da su visine

Tablica 3 Usporedba ekstremnih računskih i izmjerenih naprezanja u betonu te progiba od pokusnog opterećenja na analiziranim mostovima

| Skupina | Most | Vrsta konst. | L/H | Statički sustav | Mjerno mjesto / računski raspon [m] | Max. pokus. opt. [kN] | Naprezanje u donjoj zoni | | Δ [%] | Progib u sredini polja v | | Δ [%] |
|---------|----------------------------------|--------------|------|-----------------|--|------------------------------|--|-------------------|-----------------|--|---------------------------------|--------------------------------------|
| | | | | | | | rač. [Mpa] | eksp. [Mpa] | | rač. [mm] | eksp. [mm] | |
| 1a | NADVOŽNJAK "SVETI KRIŽ" | PB | 23.3 | SOG | 3.polje / 17.50 | 1410.0 | - | - | - | 13.21 | 6.63 6.38 | 49.81 |
| | NADVOŽNJAK U ČVORU "ČAKOVEC" | | | SOG | 2.polje (T2) / 17.50 3.polje / 17.50 | 1410.0 | 4.71 | 2.81 | 40.34 | 10.53 | 5.73 6.24 | 45.58 |
| 1b | NADVOŽNJAK U ČVORU "GORIČAN" | AB | 24.0 | KN | 2.polje (T2) / 18.00 1.polje / 14.40 3.polje / 18.00 | 1320.0 | 2.33 ¹ 3.03 ² | 0.43 | 81.55 85.81 | 3.13 ¹ 4.06 ² 4.75 ¹ 6.17 ² | 4.08 5.08 5.43 | -30.35 0.00 -6.95 17.67 |
| | | | | | 3.polje (T1) / 18.00 | 646.0 ⁴ 1292.0 | 0.45 ³ | 0.30 ³ | 33.33 | 8.64 | 6.55 7.15 | 24.19 |
| 1c | NADVOŽNJAK "LUDBREG" | | | KN | 3.polje (T1) / 18.00 | 1261.0 | 4.67 | 3.10 | 33.62 | 10.79 | 8.03 7.94 | 25.58 |
| | NADVOŽNJAK "ZAMLAKA II" | | | | 2.polje (T3) / 18.00 | | 596.0 ⁵ 596.0 | -1.88 | -1.60 | 14.89 | 3.10 | 2.00 3.55 |
| 1d | NADVOŽNJAK "P5" | | 18.0 | KN | 3.polje ⁴ (T2) 3.polje / 18.00 | 596.0 ⁵ 596.0 | -1.88 | -1.60 | 14.89 | 3.10 | 2.00 3.55 | 35.48 |
| 2 | "NADVOŽNJAK PREKO ŽELJEZ. PRUGE" | PB | 22.2 | KN | 2.polje (T2) / 20.00 | 1410.0 | 4.51 | 1.72 | 61.86 | 5.99 | 2.50 2.30 | 58.26 |
| 3 | NADVOŽNJAK "P4" | AB | 14.4 | SOG | 1.polje / 18.76 | 1192.0 | - | - | - | 5.98 | 5.25 4.46 | 12.21 |
| | NADVOŽNJAK "P7" | | 13.9 | SOG | 2.polje / 18.70 | 596.0 | - | - | - | 2.80 | 2.50 3.49 | 10.71 |
| 4a | MOST "DRAVA I" | PB | 15.7 | SOG | 1.polje (T1) / 31.30 | 1910.4 | 4.92 | 3.80 | 22.76 | 10.90 | 8.65 | 20.64 |
| | VIJADUKT "DELNICE" | | 15.3 | SOG | 1.polje (T1) / 29.00 3.polje / 29.00 | 1426.0 | 2.70 | 2.50 | 7.41 | 8.04 | 3.60 | 55.22 |
| 4b | VIJADUKT "POSEDARJE" | | 19.3 | SOG | 1.polje (T1) / 25.10 2.polje / 25.10 | 1192.0 | 4.34 | 2.60 | 40.09 | 8.20 | 4.55 | 44.51 |

Napomena:
L/H je odnos raspona i visine rasponske konstrukcije; Δ je odstupanje eksperimentalnih u odnosu na računске vrijednosti.
Podebljane vrijednosti progiba v_k dobivene su svodenjem analiziranih mostova na isti raspon L=18 m, širinu B=11.20 m i max. pok. opt. 1410 kN.
¹ KN, puna krutost
² KN, smanjena krutost
³ naprezanja se ne odnose na donji rub nosača već za presjek u blizini neutralne osi odnosno na udaljenosti 42 cm od donjeg ruba nosača
⁴ zadnji oslonac
⁵ nesimetrično opterećenje

rasponske konstrukcije skupine 3. najveće u skupini mostova raspona do 20 m, veća fleksibilnost tumači se slabom poprečnom vezom glavnih nosača i statičkim sustavom (SOG). Dinamičkom analizom dobivena je drugačija gradacija krutosti, što se opisuje u točki 3.1.1.

Na osnovi statičke analize progiba može se zaključiti da se pločastim rasponskim konstrukcijama polumontažnog sustava, gdje se izvedbom armiranobetonske monolitne ploče ostvaruje potpuni kontinuitet nad osloncima, povećava krutost na savijanje u odnosu prema potpuno montažnom sustavu. Uz to, s obzirom na kriterij uporabljivosti (progib i pojava pukotina), prednost se daje PB pločastim kontinuiranim rasponskim konstrukcijama u odnosu prema odgovarajućim armiranobetonskim.

3 Teorijske i eksperimentalne podloge za dinamičku analizu

U sklopu dinamičkog ispitivanja mostova provedena je *teorijska dinamička analiza* koja obuhvaća modeliranje konstrukcije i utvrđivanje teorijskih dinamičkih parametara koji su potom uspoređeni s eksperimentalnim vrijednostima [6]. Za pojedini nadvožnjak rađena su barem dva modela, jedan model za rasponsku konstrukciju na stupovima, a drugi za rasponsku konstrukciju na ležajevima i stupovima, dok je za neke specifične nadvožnjake rađen i treći model za rasponsku konstrukciju na ležajevima. Elastomerni je ležaj (EL) u modelu zamijenjen štapovima koji imaju deformabilne karakteristike ležaja. Modul elastičnosti zamjenjujućeg štapa u horizontalnom smjeru određen je prema izrazu [7]:

$$E_H = \frac{G_d \cdot l}{T} \quad (2)$$

gdje je:

G_d - dinamički modul posmika, očitani iz dijagrama u ovisnosti o amplitudi deformacije, temperaturi i frekvenciji [7]

T - ukupna debljina elastomera

l - duljina zamjenjujućeg štapa u modelu

Modul elastičnosti zamjenjujućeg štapa u vertikalnom smjeru određen je prema izrazu [7]:

$$E_{cd} = \frac{3G_d \cdot I_t}{t^2 \cdot A} = 3G_d \left(\frac{a}{t} \right)^2 \eta_c \quad \text{za pravokutni ležaj} \quad (3)$$

$$E_{cd} = \frac{3}{8} G_d \left(\frac{D}{t} \right)^2 \quad \text{za okrugli ležaj} \quad (4)$$

gdje je:

E_{cd} - dinamički modul pritiska elastomernog ležaja

a - kraća stranica pravokutnog ležaja

η_c - koeficijent ovisan o odnosu stranica a/b , očitani u tablici [7]

D - promjer elastomernog ležaja

t - debljina sloja elastomera.

Proračun osnovnih dinamičkih parametara konstrukcije, modalnih oblika i vlastitih frekvencija proveden je na računaru programom M-STRUDL.

Modalni oblik za prvi horizontalni ton može se odrediti analizom sustava s jednim stupnjem slobode (Single Degree of Freedom - SDOF). Slobodne horizontalne vibracije konstrukcije na EL za SDOF određene su prema izrazu [7]:

$$f_h = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum G_{di} A_i g}{T \cdot V} (1 - \xi^2)} \quad (5)$$

gdje je:

g - gravitacija

A - tlocrtna površina EL

V - težina rasponske konstrukcije mosta

ξ - prigušenje (uzeto 5%)

Frekvencija prvog vertikalnog tona konstrukcije na EL za niz slobodno oslonjenih greda (SOG) dobivena je izrazom:

$$f_v = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{E_d I g}{q}} \quad (6)$$

gdje je:

f_v - vertikalna frekvencija titranja slobodno oslonjene grede

E_d - dinamički modul elastičnosti betona

I - moment inercije poprečnog presjeka rasponske konstrukcije

L - raspon slobodno oslonjene grede

q - stalno opterećenje rasponske konstrukcije po dužinom metru

Iz prethodnog izraza može se izraziti E_d [8]:

$$E_d = \frac{4f^2 q L^4}{\pi^2 I g} \quad (7)$$

Eksperimentalnim dinamičkim ispitivanjem mostova izvršena je provjera općeg stanja konstrukcije mjerenjem odgovora konstrukcije na pobude izazvane prijelazima vozila preko mosta pri različitim brzinama i pri različitom broju vozila s preprekom i bez prepreke te s kočenjem i bez kočenja. Dinamička ispitivanja provedena su akcelerometrima koji su postavljeni u sredinama raspona i na osloncima kojima se registriraju uzdužna i vertikalna ubrzanja. Na osnovi dinamičkih ispitivanja registrirani su modalni oblici i rezonantne frekvencije konstrukcije pojedinoga ispitanog mosta te uspoređeni s teorijskim

modalnim oblicima i vlastitim frekvencijama navedenih modela (toč. 3.1.1.). Osim frekventne analize odabranih zapisa (kojom su izdvojene rezonantne frekvencije koje odgovaraju pripadajućim modalnim oblicima mosta), određeni su dinamički koeficijenti analizom odabranih zapisa te prigušenje ovisno o rezonantnoj frekvenciji.

Prigušenje konstrukcije može se izraziti izmjerenim logaritamskim dekrementom δ :

$$\delta = \frac{1}{(n-1)} \ln \frac{A_1}{A_n} \quad (8)$$

gdje je:

n - broj titraja

A_1 - amplituda ubrzanja rasponske konstrukcije u trenutku t_1

A_n - amplituda ubrzanja n -tog titraja

Za male vrijednosti relativnog prigušenja ξ vrijedi [9]:

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} \quad (9)$$

3.1 Rezultati dinamičke analize

3.1.1 Modalni oblici i vlastite frekvencije

Karakteristični modalni oblici i teorijske vlastite frekvencije za tri različita modela konstrukcije pojedinog mosta i usporedba 3. modela (M3) – rasponska konstrukcija na ležajevima i stupovima, s eksperimentalnim vrijednostima dani su u tablicama 4. i 5.

U prvom modelu M1 rasponska konstrukcija oslonjena je samo na ležajeve i krutu podlogu odnosno nije uzeta u obzir krutost stupova. Taj je model za horizontalne vibracije najbliži SDOF sustavu koji opisuje konstrukciju kao potpuno kruti sustav oslonjen na ležajeve.

Kod mosta *Drava I* prva horizontalna frekvencija (3. ton) modela M1 jednaka je računskoj horizontalnoj frekvenciji prema SDOF i iznosi 1,30 Hz. Kod mostova *Ludbreg* i *Zamlaka* nije proračunana prva horizontalna frekvencija prema SDOF budući da je kod prvog mosta rasponska konstrukcija zglobno povezana sa stupovima, a kod drugog konstrukcija nije nad svim osloncima oslonjena na EL.

Model M2 opisuje rasponsku konstrukciju oslonjenu samo na stupove odnosno ne uzima u obzir krutost ležajeva. Na krajnjim osloncima odnosno upornjacima pretpostavljeni su klizni ležajevi.

Model M3 uzima u obzir krutost ležajeva i stupova te najrealnije opisuje stvarnu konstrukciju.

Usporedbom teorijskih modela M1, M2 i M3 s vibracijama SOG sustava može se uočiti da je kod svih analiziranih

mostova statičkog sustava niza slobodno oslonjenih greda prva vertikalna teorijska frekvencija niža od računске prema SOG sustavu jer je u modelima osim krutosti rasponske konstrukcije uzeta u obzir i krutost ležajeva ili krutost stupova, ili oboje.

U teorijskim modelima pojavljuje se jedan od dva osnovna načina povezivanja rasponske konstrukcije s donjim ustrojem, prvi s potpunim kontinuitetom nad osloncima ili drugi sa zglobnom vezom, ovisno o statičkom sustavu rasponske konstrukcije analiziranog mosta.

Kod vijadukta *Posedarje*, izvedenog kao niz slobodno oslonjenih greda, razmatrala su se oba sustava, kontinuirani nosač i niz slobodno oslonjenih greda s punom krutošću, kako bi se utvrdio utjecaj kontinuitetne ploče na modalne oblike konstrukcije (debljina ploče je maksimalnih 25 cm). Što se tiče vertikalnih tonova može se zaključiti da konstrukcija pokazuje karakteristike i kontinuiranog nosača jer neki izmjereni viši tonovi odgovaraju tonovima kontinuiranog nosača. Statičkom se analizom ipak potvrdilo ponašanje konstrukcije kao sustava niza slobodno oslonjenih greda.

Teorijska dinamička analiza nadvožnjaka u čvoru *Goričan* provedena je također na dva modela koji su međutim istog statičkog sustava, kontinuirani nosač, ali različite krutosti, pune odnosno smanjene krutosti ako se uzme u obzir raspucanost betona armiranobetonske konstrukcije. Pritom se za model kontinuiranog nosača sa smanjenom krutošću uzelo oko 30% smanjenje krutosti, ustanovljeno na osnovi statičke analize (progiba).

Pri proračunu prve vertikalne frekvencije za SOG prema izrazu (6) i u teorijskim modelima, umjesto dinamičkog modula elastičnosti uzet je statički modul prema projektnoj dokumentaciji te su time dobivene nešto niže računске frekvencije. Vertikalne teorijske frekvencije za niz prostih greda odgovarat će izmjerenim frekvencijama ako se primjenjuje dinamički modul elastičnosti određen izmjerenom frekvencijom prema izrazu (7). Primjerice kod mosta *Drava I* primjenom eksperimentalnog modula elastičnosti ($E_d = 47,10 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$) umjesto statičkog ($E_s = 34,0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$), određenog na osnovi izmjerene frekvencije $f = 4,16 \text{ Hz}$, dobile su se realnije teorijske frekvencije $f = 3,74 \text{ Hz}$ – model M3. Međutim, i te vrijednosti odstupaju od stvarne izmjerene frekvencije otprilike 10% zbog idealiziranja detalja oslonaca kod ovakvog statičkog sustava niza slobodno oslonjenih greda gdje se redukcijom broja ležaja odnosno produljenjem stvarnih raspona smanjuje krutost konstrukcije. Konkretno u ovom primjeru, u teorijskim modelima umjesto raspona $L = 31,30 \text{ m}$ uzet je razmak stupova $L = 32,60 \text{ m}$ (2. i 3. polje) odnosno $L = 31,95 \text{ m}$ (1. polje). Korigiranjem teorijske frekvencije modela M3 ($f = 3,74 \text{ Hz}$ – 3. polje) za faktor odnosa kvadrata idealiziranog i stvarnog raspona (1,08) dobila se teorijska vrijednost $f = 4,06 \text{ Hz}$ koja odstupuje od izmjerene samo 2,4%.

Tablica 4. Usporedba teorijskih i eksperimentalnih (srednjih) vlastitih frekvencija konstrukcije mostova raspona do 20 m

| Skup. | MOST Statički sustav | Ton | Modalni oblik | M 1 [Hz] | M 2 [Hz] | M 3 [Hz] | EKSP. [Hz] | Δ [%] | SDOF SOG [Hz] |
|-------|--|--|---------------|--|--|--|----------------|------------------|---------------------|
| 1a | NADVOŽNJAK U ČVORU "ČAKOVEC" | 1 ^a | | | 0.89 (1.12) | 1.19 (1.25) | 2.18 (3.81) | 45.41 (67.19) | 2.12 (1.72) |
| | (NADVOŽNJAK "SVETI KRIŽ") | 3 ² ; 7 ³ | | | 3.98 (3.91) | 3.97 (3.90) | 5.48 (5.87) | 27.55 (33.56) | 4.39 (4.31) |
| | SOG | 4 ² ; 8(9) ³ | | | 6.20 (6.09) | 6.15 (6.06) | 8.42 (8.58) | 26.96 (29.37) | 6.71 (6.60) |
| 1b | NADVOŽNJAK U ČVORU "GORIČAN" | 1 ^a | | 1.55 ⁴ 1.52 ⁵ | 0.91 ^{4,5} | 1.04 | 1.60 | 35.0 | 1.42 |
| | KN | 2 ² ; 6 ^{1,3} 2 ² ; 6 ^{1,3} | | 4.18 ⁴ 3.67 ⁵ | 4.18 ⁴ 3.67 ⁵ | 4.17 ⁴ 3.66 ⁵ | 4.54 4.54 | 8.15 19.38 | |
| 1c | NADVOŽNJAK "LUDBREG" | 1 ^a | | | 1.16 | 1.48 | 3.07 | 51.79 | |
| | KN | 2 ² ; 4 ³ | | | 3.79 | 3.79 | 4.48 | 15.40 | |
| | | 3 ² ; 5 ³ | | | 4.72 | 4.72 | 5.55 | 14.95 | |
| 1d | NADVOŽNJAK "ZAMLAKA II" | 1 ^a | | | 1.41 | 1.18 | 1.25 | 5.60 | |
| | KN | 2 ² ; 8 ³ | | | 3.58 | 3.57 | 4.58 | 22.05 | |
| | | 4 ² ; 10 ³ | | | 4.49 | 4.46 | 6.01 | 25.79 | |
| 1d | NADVOŽNJAK "P5" | 1 ^{a2,3} ; 2 ^{a1} | | 2.41 | 2.56 | 2.00 | 1.89 | -5.82 | 2.33 |
| | KN | 2 ² ; 6 ^{1,3} | | 5.12 | 5.12 | 5.11 | 5.86 | 12.80 | |
| 2 | "NADVOŽNJAK PREKO ŽELJEZ. PRUGE" | 1 ^a | | | 0.90 | 1.12 | 3.08 | 63.64 | 1.59 |
| | KN | 2 ² ; 5 ³ | | | 5.04 | 5.02 | 6.58 | 23.71 | |
| 3 | NADVOŽNJAK "P4" (NADVOŽNJAK "P7") | 1 ^a | | | 0.61 (0.61) | 1.24 (1.17) | 3.45 (3.61) | 64.06 (67.59) | 1.60 (1.54) |
| | SOG | 2 ² ; 5 ³ | | | 5.63 (5.72) | 5.55 (5.63) | 6.05 (6.21) | 8.26 (9.34) | 5.87 (5.97) |

Napomena: M1, M2, M3 su modeli M-Strudla; Δ je odstupanje modela M3 u odnosu na eksp. frekv.; SDOF sustav s jednim stupnjem slobode. Podebljane vrijednosti izračunate su za eksperimentalni modul elastičnosti.

^a karakterističan za ležajeve (dominantna horiz. krutost ležajeva)

¹ karakterističan za 1. model (M1) – rasponska konstrukcija na ležajevima

² karakterističan za 2. model (M2) – rasponska konstrukcija na stupovima

³ karakterističan za 3. model (M3) – rasponska konstrukcija na ležajevima i stupovima

⁴ KN, puna krutost

⁵ KN, smanjena krutost

⁶ SOG, puna krutost

Tablica 5. Usporedba teorijskih i eksperimentalnih (srednjih) vlastitih frekvencija konstrukcije mostova raspona oko 30 m

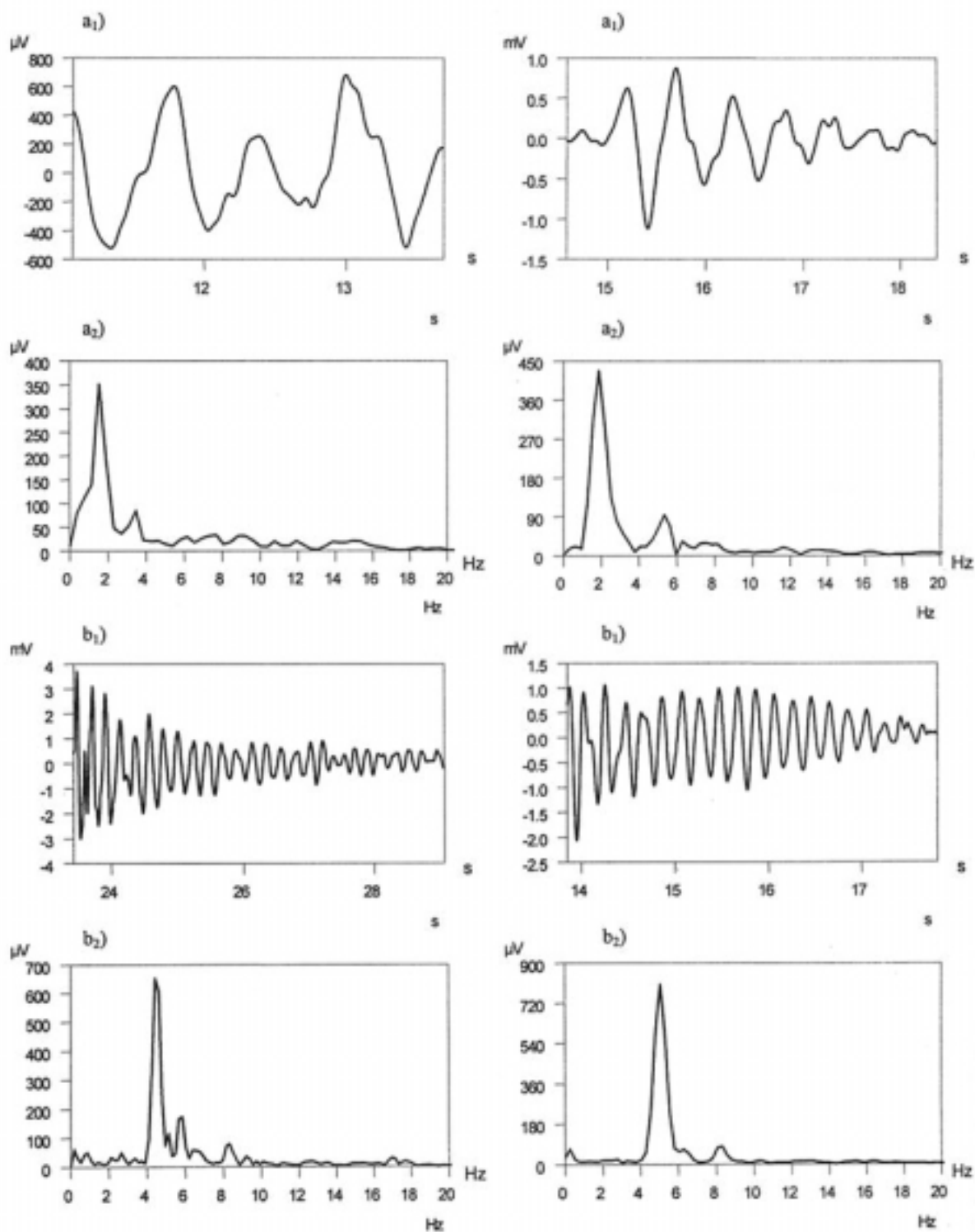
| Skup. | MOST Statički sustav | Ton | Modalni oblik | M 1 [Hz] | M 2 [Hz] | M 3 [Hz] | EKSP. [Hz] | Δ [%] | SDOF SOG [Hz] |
|-------|-------------------------|--------------------|---------------|---------------------|-------------------|---------------------|---------------|-----------------------|---------------------|
| 4a | MOST "DRAVA I" | $3^{a1,3}, 7^{a2}$ | | 1.30 | 5.63 | 1.26 | 1.89 | 33.33 | 1.30 |
| | SOG | $2^2, 6^{1,3}$ | | 3.20 3.75 | 3.21 | 3.19 3.74 | 4.16 | 23.32 10.10 | 3.43 4.16 |
| | | $4^2, 8^{1,3}$ | | 3.33 | 3.35 | 3.32 | 4.66 | 28.76 | |
| | VIJADUKT "DELNICE" | 1^a | | | 0.87 | 1.13 | 1.82 | 37.36 | 1.51 |
| | SOG | $4^2, 6^3$ | | | 3.76 | 3.75 | 5.14 | 27.04 | 3.88 |
| | | $5^2, 7^3$ | | | 3.92 | 3.91 | 5.09 | 23.18 | |
| 4b | VIJADUKT "POSEDARJE" | $1^{a4,6}$ | | | 1.44 | 1.09 | 1.66 | 34.34 | 1.57 |
| | SOG | $3^2, 7^3$ | | | 3.36 ⁶ | 3.23 ⁶ | 4.71 | 31.42 | 3.63 |
| | | $4^2, 8^3$ | | | 3.37 ⁶ | 3.24 ⁶ | 4.71 | 31.21 | |
| | | $5^2, 9^3$ | | | 3.39 ⁶ | 3.25 ⁶ | 4.71 | 31.00 | |
| | | 7^3 | | | | 3.28 ⁴ | 4.71 | 30.36 | |

Za prikazane mostove prva horizontalna frekvencija primarno ovisi o horizontalnoj krutosti ležajeva a sekundarno o horizontalnoj krutosti stupova, pa pri ocjeni stanja konstrukcije ne vrijedi kriterij da izmjerene frekvencije trebaju biti više od teorijskih frekvencija. Zbog početnih otpora koje pruža konstrukcija pri malim deformacijama, posebno u horizontalnom smjeru, što je detaljno opisano u radu [1], pojavljuje se kod nekih konstrukcija znatno veća prva horizontalna frekvencija. Ovdje je to slučaj kod nadvožnjaka *Ludbreg*, *Nadvožnjaka preko željezničke pruge i P4*.

Horizontalna krutost konstrukcije oslonjene na stupove bez elastomernih ležajeva veća je od horizontalne krutosti konstrukcije s ležajevima. Odstupanja od ove tvrdnje koja se vide pri usporedbi modela M2 i M3, kod nadvožnjaka u čvoru *Čakovec, Sv. Križ*, u čvoru *Goričan, Ludbreg, Nadvožnjaka preko željezničke pruge, P4, P7* i vijadukta *Delnice*, posljedica su pretpostavki teorijskih modela. U proračunskim modelima često se u praksi pretpostavljaju elastomerni ležajevi kao klizni ležajevi. Tako, uz tu pretpostavku, u modelu M2 prva horizontalna frekvencija ovisi samo o krutosti stupova. Uspored-

bom modela M2 i M3 uočava se da su kod mostova s vitkim stupovima i k tomu malim brojem stupova, od jednog do tri stupa, vrijednosti prve horizontalne frekvencije modela M2 manje od odgovarajućih modela M3. To se tumači time što se u modelu M2 pretpostavkom kliznih ležajeva na krajnjim osloncima nisu uzele u obzir horizontalne krutosti ležajeva. Iz usporedbe eksperimentalnih vrijednosti frekvencija i rezultata teorijske analize potvrđuje se nužnost definiranja teorijskog modela, uzimajući u obzir deformabilne osobine elastomernih ležajeva (M3).

Analizom utjecaja vitkosti stupova na osnovne modalne oblike, primjerice kod nadvožnjaka u čvoru *Goričan* kod kojeg je vitkost stupova oko 70, kod nadvožnjaka P5 približno 60 te najmanja kod mosta *Drava I* otprilike 30, utvrđeno je da elastomerni ležajevi bitno smanjuju utjecaj krutosti stupova na prijenos horizontalne sile na donji ustroj mosta. To se najbolje vidi na primjeru mosta *Drava I*, gdje elastomerni ležajevi kod konstrukcije s krutim stupovima bitno smanjuju osnovni uzdužni ton odnosno prvi modalni oblik u smjeru uzdužne osi mosta i pripadajuću frekvenciju ($f_1 = 5,63$ Hz – model M2 sma



Slika 1. Primjer dinamičkog odgovora konstrukcije nadvožnjaka u čvoru *Goričan*, (a) prvi horizontalni ton $f = 1,60$ Hz, (b) prvi vertikalni ton $f = 4,79$ Hz

Slika 2. Primjer dinamičkog odgovora konstrukcije vijadukta *Delnice*, (a) prvi horizontalni ton $f = 1,86$ Hz, (b) prvi vertikalni ton $f = 5,03$ Hz

njena na $f_1 = 1,26$ Hz – model M3). Ta se konstatacija potvrdila i kontrolom s pomoću modela M1 i SDOF sustava. Izborom stupova veće krutosti uz ugrađene elastične ležajeve povećava se otpornost konstrukcije na djelovanje uzdužnih dinamičkih sila (npr. djelovanje potresa). Stoga rješenje detalja oslonaca gdje nema deformabilnih ležajeva između rasponske konstrukcije i krutog donjeg ustroja mosta može bitno smanjiti sigurnost mosta na djelovanje seizmičkih opterećenja. Deformabilni ležajevi u odnosu na ostale, u praksi danas primijenjene ležajeve, ključni su u ocjeni sigurnosti konstrukcije pri djelovanju potresa. U Japanu se obavljaju intenzivna istraživanja u tom području i preporučuju se ovakve vrste ležajeva kao dodatni prigušivači koji bitno povećavaju otpornost konstrukcije na djelovanje potresa [10].

Primjeri dinamičkog odgovora rasponske konstrukcije kod nadvožnjaka u čvoru *Goričan* i vijadukta *Delnice* dani su na slikama 1. i 2.

Analogno statičkoj analizi progiba mostova raspona od 17,5 do 20 m, različitih širina i visina rasponske konstrukcije, izvršena je korekcija najučestalijih izmjerenih prvih vertikalnih tonova prema izrazu:

$$f_k = f_i \sqrt{\frac{B_k \cdot L_i^2}{B_i \cdot L_k^2}} \quad (10)$$

gdje je:

f - frekvencija

L - raspon

B - širina mosta

i - indeks za stvarnu veličinu

k - indeks za referentnu veličinu.

Za uspoređene rasponske konstrukcije različitih visina ($H = 0,75; 0,90; 1,0$ i $1,30$ m), svedene na istu duljinu raspona ($L = 18$ m) i širinu ($B = 11,20$ m), može se načiniti sljedeća gradacija krutosti s obzirom na izmjerene prve vertikalne frekvencije i progibe (tablica 6.).

Iz dinamičke analize frekvencija, koja za razliku od statičke analize progiba obuhvaća jednoliko sudjelovanje svih uzdužnih nosača u poprečnoj raspodjeli, dobiva se nešto drugačija gradacija krutosti. Usporedbom statičkog i dinamičkog kriterija krutosti (progiba i frekvencija) promatrane konstrukcije može se ocijeniti utjecaj poprečne raspodjele opterećenja. Tako se primjerice za skupine 1a i 1b može zaključiti da se izvedbom AB monolitne ploče bitno poboljšava nosivost takve konstrukcije.

Međusobna usporedba eksperimentalnih frekvencija izražena je u postocima u odnosu prema većoj vrijednosti. Kod armiranobetonskih rebrastih rasponskih konstrukcija uočavamo da kontinuirane rasponske konstrukcije sastavljene od montažnih T-nosača s monolitnom pločom (skupine 1c i 1d) imaju frekvenciju od 12,9% do 39,8% manju od slobodno oslonjenih konstrukcija sastavljenih od armiranobetonskih montažnih nosača pravokutnoga poprečnog presjeka s monolitnom pločom (skupina 3) nešto veće visine. Odstupanja određena prema kriteriju odnosa L/H iznose 16,7% odnosno 37,5%, što približno odgovara odstupanjima prema dinamičkom kriteriju

Tablica 6. Gradacija krutosti analiziranih mostova raspona 18 m prema dinamičkim i statičkim svojstvima

| Red. br. ¹ | Skup. | Rasponska konstrukcija | Vrsta konst. | Stat. sustav | H [m] | L/H | (L/H) _{max} | Frek. [Hz] | Progib [mm] | Red. br. ² | |
|-----------------------|-------|------------------------|--------------|--------------|-------|------|----------------------|------------|-------------|-----------------------|----|
| 1. | 1b | PL ³ | | AB | KN | 0.75 | 24 | 20-24 | 4.54 | 5.43 | 3. |
| 2. | 1c | G ⁴ | | AB | KN | 0.75 | 24 | 15± | 4.68 | 7.55 | 1. |
| 3. | 1a | PL | | PB | SOG | 0.75 | 24 | 20-30 | 5.54 | 6.31 | 2. |
| 4. | 1d | G | | AB | KN | 1.00 | 18 | 15± | 6.77 | 3.55 | 5. |
| 5. | 2 | PL | | PB | KN | 0.90 | 20 | 25-33 | 7.23 | 2.30 | 6. |
| 6. | 3 | G | | AB | SOG | 1.30 | 14 | 13± | 7.77 | 3.98 | 4. |

¹dinamičkog kriterija krutosti, ²statičkog kriterija krutosti;
³PL - pločasta, ⁴G - gredna.

Tablica 7. Dinamički koeficijent i prigušenje za rasponsku konstrukciju kod analiziranih mostova

| Skupina | Most | Vrsta konst. | Dinamički koeficijent | | | Logaritamski dekrement δ | Rač. raspon [m] | Ton | Frekvencija [Hz] |
|---------|--------------------------------------|--------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------------------|--|-------------------------|----------------------|--|
| | | | bez simuliranog udara | sa simuliranim udarom | teorijski | | | | |
| 1a | NADVOŽNJAK "SVETI KRIŽ" | PB | - | - | 1.26 | 0.1115 0.1236* – 0.1484* 0.2213* – 0.2387* 0.2784 | 17.50 14.15 | 7 9 | 5.82 5.75 – 5.90 8.38 – 8.44 8.63 |
| | NADVOŽNJAK U ČVORU "ČAKOVEC" | | 1.04 – 1.07 | 1.04 – 1.36 | 1.26 | 0.0950 – 0.2749 0.2168* 0.2704 | 17.50 14.15 | 7 8 | 5.43 – 5.59 5.74 8.28 |
| 1b | NADVOŽNJAK U ČVORU "GORIČAN" | AB | 1.04 – 1.09 | 1.03 – 1.1 | 1.27 | 0.0983 – 0.1311 0.1552* 0.2105 | 18.00 14.40 | 6 10 | 4.50 – 4.64 4.64 11.23 |
| 1c | NADVOŽNJAK "LUSBREG" | | 1.07 | 1.24 | 1.0 | 0.0670 – 0.1010 0.0790 0.1380 | 18.00 18.00 14.40 | 4 5 5 | 4.42 – 4.50 5.60 5.60 |
| | NADVOŽNJAK "ZAMLAKA II" | 1.0 | 1.23 – 1.38 | 1.27 | 0.0996 – 0.1380 0.1614 0.1109 | 18.00 14.40 14.40 | 8 8 10 | 4.56 4.58 6.08 | |
| 1d | NADVOŽNJAK "P5" | PB | 1.03 – 1.11 | 1.18 – 1.28 | 1.27 | 0.0887 – 0.1737 0.2257* 0.0735 – 0.0955 | 18.00 14.00 | 6 6 | 5.92 – 5.81 5.82 5.94 – 5.91 |
| 2 | "NADVOŽNJAK PREKO ŽELJEZNIČKE PRUGE" | | 1.06 – 1.16 | 1.05 – 1.17 | 1.27 | 0.3915* 0.3395 0.1843 – 0.3655 | 20.00 20.00 16.00 | 5 6 6 | 6.30 8.40 9.56 – 8.83 |
| 3 | NADVOŽNJAK "P4" | AB | 1.11 – 1.18 | 1.13 – 1.46 | 1.25 | 0.1651 – 0.2519 | 18.76 | 5 | 5.91 – 6.08 |
| | NADVOŽNJAK "P7" | | - | - | 1.25 | 0.1533 – 0.2872 0.1698* | 18.70 | 5 | 6.18 6.26 |
| 4a | MOST "DRAVA I" | PB | 1.07 – 1.17 | 1.04 – 1.30 | 1.15 | 0.0820 – 0.1340 0.0560* | 31.30 31.30 | 6 8 | 4.16 – 4.05 4.72 |
| | VIJADUKT "DELNICE" | | 1.05 – 1.06 | 1.08 – 1.37 | 1.17 | 0.1359* 0.0826* – 0.1316* | 29.00 29.00 | 6 7 | 5.0 – 5.14 4.97 – 5.02 |
| 4b | VIJADUKT "POSEDARJE" | PB | 1.12 – 1.17 | 1.13 – 1.62 | 1.20 | 0.0340 – 0.1258 | 25.10 | 7 | 4.77 – 4.79 |

* bez simuliranog udara

krutosti. Prema statičkom kriteriju krutosti odstupanja su znatno veća (-10,8% i 47,3%) ako se uzme skupina 3 kao referentna veličina.

Prednapete pločaste rasponske konstrukcije polumontažnog sustava, s izvedenom AB monolitnom pločom uz ostvareni potpuni kontinuitet nad osloncima (skupina 2), imaju frekvenciju 23,4% veću od niza slobodno oslonjenih greda bez monolitne ploče (skupina 1a) odnosno 37,2% od odgovarajućih armiranobetonskih pločastih konstrukcija (skupina 1b), što su potvrdila i statička ispitivanja progiba.

Porast frekvencije rasponske konstrukcije odnosno njezine krutosti u skladu je sa smanjenjem odnosa raspona i visine konstrukcije osim što je skupina 2 zbog drugačije vrste konstrukcije (prednapeti beton) u gradaciji poslije skupine 1d (armirani beton). Međutim, skupine 1c i 1d imaju odnos raspona i visine konstrukcije znatno veći od maksimalnog prema [11, 12] pa stoga nisu dimenzionirane niti po kriteriju minimalne visine (odnos $(L/H)_{max}$). Konstrukcije izvedene u skladu sa spomenutim smjernicama bitno su veće krutosti prema onima koje se nisu pridržavale kriterija minimalne visine, što se vidi iz us-

poredbe grednih mostova rebraste rasponske konstrukcije (skupine 1c, 1d u odnosu prema skupini 3).

3.1.2 Dinamički koeficijent i prigušenje

Dinamički koeficijent ispitan je za prijelaz vozila preko mosta sa simuliranim udarom i bez njega. Najveći dinamički koeficijent sa simuliranim udarom za pojedini analizirani most izmjeren je u polju u kojem je postavljena prepreka, a ujedno je u istom polju izmjeren i najveći dinamički koeficijent bez simuliranog udara. Iz usporedbe teorijskih i izmjerenih dinamičkih koeficijenata bez simuliranog udara može se zaključiti da su kod svih analiziranih mostova izmjerene vrijednosti dinamičkog koeficijenta manje ili približno jednake teorijskim vrijednostima (tablica 7.). Nadalje, analiza dinamičkog koeficijenta sa simuliranim udarom upozorava na činjenicu da je vijadukt *Posedarje* s najvećim izmjerenim dinamičkim koeficijentom $\varphi = 1,62$ najosjetljiviji pri pojavi eventualnih oštećenja na rasponskoj konstrukciji.

Kod armiranobetonskih mostova izmjereni logaritamski dekrementi bez simuliranog udara kreću se u granicama od 0,1552 (nadvožnjak *Goričan*) do 0,2257 (nadvožnjak *P5*) odnosno relativno prigušenje prema (9) u granicama od 0,025 do 0,036. Prema podacima u [9] ove armiranobetonske konstrukcije su niskog stupnja materijalne nelinearnosti budući da im se relativno prigušenje nalazi u granicama od 0 do 0,10. Kod njih se logaritamski dekrementi sa simuliranim udarom nalaze u granicama od 0,0670 (nadvožnjak *Ludbreg*) do 0,2872 (nadvožnjak *P7*) odnosno relativno prigušenje u granicama od 0,011 do 0,046.

Za mostove od prednapetog betona izmjereni logaritamski dekrementi bez simuliranog udara kreću se u granicama od 0,1236 (nadvožnjak *Sveti Križ*) do 0,3915 (Nadvožnjak preko željezničke pruge) odnosno relativno prigušenje u granicama od 0,020 do 0,062.

Najveće prigušenje, bez simuliranog udara, ima *Nadvožnjak preko željezničke pruge* što se i može očekivati budući da se radi o kosom mostu. Najmanje prigušenje, sa simuliranim udarom, ako izuzmemo mostove četvrte skupine raspona oko 30 m, ima nadvožnjak *Ludbreg* čija se rasponska konstrukcija oslanja na elastomerne ležajeve samo na upornjacima, a zglobno je povezana sa srednjim osloncima. Stoga se može zaključiti da elastomerni ležajevi pridonose većim prigušenjima konstrukcije.

4 Zaključak

Na osnovi statičke i dinamičke analize reprezentativnih uzoraka betonskih grednih mostova raspona do 50 m u Hrvatskoj, mogu se donijeti sljedeći zaključci u pogledu njihova načina funkcioniranja, posebice detalja oslonaca, te prednosti i mana pojedinih rješenja, i na taj način ut-

vrditi koji su sustavi optimalni s obzirom na trajnost te predvidjeti njihovo ponašanje pod seizmičkim djelovanjem.

Na temelju provedene statičke analize zaključuje se da je krutost prednapetih mostova bitno veća od neprednapetih, zbog raspucanosti betona u zoni vlačnih napreznja. Na analiziranom nadvožnjaku u čvoru *Goričan* usporedbom teorijskih i eksperimentalnih vrijednosti progiba dobivena je približno 30% manja krutost armiranobetonske konstrukcije. Daljnja prednost prednapetih mostova u odnosu prema neprednapetima jest u njihovoj većoj trajnosti s obzirom na to da pukotine u betonu omogućuju prodor agenasa i pospješuju brže razaranje nosivih dijelova konstrukcije.

U okviru provedene dinamičke analize može se zaključiti da rebraste rasponske konstrukcije statičkog sustava niza slobodno oslonjenih greda kod kojih je izvedena kontinuitetna ploča (treća i četvrta skupina) pokazuju karakteristike i kontinuiranog nosača u nekim višim tonovima. Na analiziranom vijaduktu *Posedarje* statičkom analizom progiba ipak je potvrđeno ponašanje konstrukcije kao sustava niza slobodno oslonjenih greda.

U teorijskim modelima umjesto dinamičkog modula elastičnosti primijenjen je statički modul (iz projektne dokumentacije), određen na osnovi projektirane marke betona pa su na taj način dobivene nešto niže računске frekvencije. Vertikalne teorijske frekvencije kod rasponskih konstrukcija sustava niza slobodno oslonjenih greda odgovarat će izmjerenim vrijednostima ako se primijeni dinamički modul elastičnosti određen na osnovi izmjerene frekvencije prema danom izrazu (7), što je pokazano na primjeru mosta *Drava I*.

Za razliku od vertikalnih tonova, prvi horizontalni ton primarno ovisi o horizontalnoj krutosti ležajeva a sekundarno o horizontalnoj krutosti stupova, pa pri ocjeni stanja konstrukcije ne vrijedi kriterij da izmjerene frekvencije trebaju biti više od teorijskih frekvencija. Iz usporedbe eksperimentalnih vrijednosti frekvencija i rezultata teorijske analize potvrđuje se nužnost definiranja teorijskog modela uzimajući u obzir deformabilne osobine elastomernih ležajeva (M3). Analizom utjecaja vitkosti stupova na osnovne modalne oblike utvrđeno je da elastomerni ležajevi bitno smanjuju prvi horizontalni (uzdužni) ton odnosno utjecaj krutosti stupova na prijenos horizontalne sile na donji ustroj mosta. Ilustrativan primjer je most *Drava I* gdje se usporedio model konstrukcije na ležajevima i stupovima s modelom konstrukcije oslonjene samo na stupove. Primjenom elastomernih ležajeva višestruko se smanjila prva horizontalna uzdužna frekvencija i djelovanje seizmičkih sila na stupove. Ta se konstatacija potvrdila i kontrolom s pomoću modela konstrukcije na ležajevima i SDOF sustava. Stoga rješenje detalja

oslonaca bez elastomernih ležajeva kod krutih stupova može bitno smanjiti sigurnost mosta na djelovanje uzdužnih dinamičkih sila (potres, vjetar). Uz to elastomerni ležajevi pridonose većim prigušenjima što se najbolje vidi na primjeru nadvožnjaka *Ludbreg* koji zbog zglobne veze rasponske konstrukcije sa srednjim osloncima (ležajevi su samo na upornjacima) ima najmanja prigušenja od svih analiziranih mostova istih ili približno jednakih raspona.

Na osnovi statičke analize progiba i dinamičke analize frekvencija može se zaključiti da se pločastim rasponskim konstrukcijama polumontažnog sustava, gdje se izvedbom armiranobetonske monolitne ploče ostvaruje potpuni kontinuitet nad osloncima, povećava krutost na savijanje u odnosu prema potpuno montažnom sustavu. Time se smanjuju progibi, a opterećenje raspodjeljuje na više raspona. Izvedbom monolitne ploče povećavaju se vlastite frekvencije konstrukcije i na taj način smanjuju veličine amplituda vibracija i izbjegavaju rezonantne

pojave. Prigušenja prikazanih polumontažnih konstrukcija su također veća. Uz to, s obzirom na kriterij uporabljivosti (progib i pojava pukotina) prednost se daje prednapetim pločastim kontinuiranim rasponskim konstrukcijama u odnosu prema odgovarajućim armiranobetonskim. Razlike u ocjeni krutosti s obzirom na dinamička i statička svojstva konstrukcije uzrokovane su nejednolikom poprečnom raspodjelom opterećenja. Zaključuje se da su prednapete pločaste rasponske konstrukcije polumontažnog sustava prikazane u ovom radu kvalitetno rješenje s obzirom na trajnost.

Potom se zaključuje da konstrukcije izvedene u skladu sa smjernicama danim u [11, 12] imaju bitno veću krutost u odnosu prema konstrukcijama koje se nisu držale kriterija minimalne visine, što je pokazano na primjeru grednih mostova rebraste rasponske konstrukcije. Odstupanja prvih vertikalnih vlastitih frekvencija analiziranih konstrukcija približno odgovaraju odstupanjima odnosa raspona naspram visine prema spomenutim smjernicama.

LITERATURA

- [1] Šimunić, Ž.; Ožbolt, J.; Pavlović, B.: *Usporedba eksperimentalnih i teorijskih rezultata statičke analize Masleničkog mosta*, Građevinar 51 (1999) 6, 393.-404.
- [2] Ožbolt, J.; Mayer, U.: *Nichtlineare Berechnung von Stabtragwerken aus Stahl-und Spannbeton unter Berücksichtigung von Zeiteinflüssen*, Bauingenieur 10 (1997), 439.-445.
- [3] Šimunić, Ž.; Ožbolt, J.; Mayer, U.: *Überwachung von Brückenbauwerken – Vergleich zwischen Berechnungen und Messungen am Beispiel der Maslenica – Brücke*, Bauingenieur 13 (1998), 137.-143.
- [4] Šimunić, Ž.; Pavlović, B.; Rubčić, V.: *Konačni izvještaji o pokusnom opterećenju nadvožnjaka i vijadukata na Jadranskoj autocesti, dionica Maslenica-Zadar; autocesti Karlovac-Rijeka i autocesti Zagreb-Goričan*, HIMK, Zagreb, 1998.
- [5] Čandrić, V.: *Gradnja montažnih betonskih cestovnih mostova u Hrvatskoj danas i sutra*, DGKH, III kongres, Brijunski otoci, 29.-31.X, 1990, 48.-53.
- [6] Paultre, P.; Proulx, J.; Talbot, M.: *Dynamic Testing Procedures for Highway Bridges Using Traffic Loads*, Journal of Structural Engineering, 362.-376.
- [7] Šimunić, Ž.: *Disertacija*, Građevinski fakultet, Zagreb, 1990.
- [8] Šimunić, Ž.; Gašparac, I.; Pavlović, B.: *Monitoring of Maslenica Bridge During Construction, Structures for the Future – The Search for Quality*, IABSE Symposium Rio de Janeiro, Brazil, August 25.-27., 1999, 152.-153.
- [9] Mihanović, A.: *Dinamika konstrukcija*, Sveučilište u Splitu, Split, 1995.
- [10] Nagumo, H.; Okamoto, H.; Hishiki, Y.: *Development of new base-isolation system for existing bridges*, Proceedings of the XIIIth FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next Millennium, Vol. 2, Amsterdam, Netherlands, 23.-29. May, 1998., 903.-906.
- [11] *Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures*, ACI Committee 343 Report, Detroit, Michigan, USA, 1995., 69.-71.
- [12] Weidemann H.: *Brückenbau Stahlbeton und Spannbeton Brücken*, Werner Verlag, GmbH, Düsseldorf, 1982.